1. **PORTADA:**



AMPLIACIÓN DEL VIADUCTO DE SAN PEDRO DE LA RIBERA



2. AMPLIACIÓN DEL VIADUCTO DE SAN PEDRO DE LA RIBERA

WIDENING OF THE BRIDGE OF SAN PEDRO DE LA RIBERA

Jose A. Torroja Cavanillas(1), José M. Simón-Talero Muñoz(2), Alejandro Hernández Gayo(3) y Antonio Navarro Manso(4)

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA S.L., Madrid, España.

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA S.L., Madrid, España.

(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TORROJA INGENIERÍA S.L., Madrid, España.

(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UTE CUDILLERO

Persona de contacto / *corresponding author:* jsimontalero@torroja.es

Resumen: El Viaducto de San Pedro de la Ribera fue construido en 1994 para permitir el paso sobre el río Esqueiro. Está localizado en la Autovía A-8 (tamo Las Dueñas-Novellana). El tablero original es una estructura continua de hormigón pretensado. Tiene una longitud total de 750 m, con vanos principales de 150 m de luz. La plataforma original del tablero ha sido ampliado entre 2008-2009 de 12 a 23 m.

La estructura no estaba preparada para ser ampliada, por lo que ha sido necesario reforzar el tablero para resistir las nuevas cargas adicionales. Así, se construyeron un nuevo alma central y un núcleo mixto de hormigón y acero, conectado al cajón existente. Además, se dispuso un nuevo sistema de pretensado exterior dentro del cajón.

La ampliación de la losa superior y la construcción de los nuevos elementos estructurales fue realizada mediante el uso de cinco carros móviles, mientras que se mantenía abierto el tráfico durante la construcción.

Palabras clave: Ampliación, pretensado exterior, hormigón ligero, voladizos sucesivos, rehabilitación de puentes.

Abstract: The bridge of San Pedro de la Ribera was built in 1991 for crossing the River Esqueiro. It is located in the A-8 motorway (section Las Dueñas-Novellana). The original deck is a prestressed concrete continuous structure. The total length is 750 m and the main spans are 150 m. The original platform of the deck has been widened in 2008-2009 from 12 m to 23 m.

Because the deck was not prepared for being enlarged, it has been necessary to strengthen it to resist the new extra loads. So, an additional central web and a composite concrete-steel section have been built and connected to the existing girder. Also, external prestressing tendons have been implemented into the existing deck.

The widening of the upper slab of the desk and the construction of the additional structural elements were made using five movable scaffoldings while keeping the bridge open to traffic under construction.

Keywords: Widening, external prestressing, lightweight concrete, cantilever bridge, bridge rehabilitation.

1 ANTECEDENTES

Durante los años 1988 y 1989 se redactó el Proyecto de Construcción del tramo Las Dueñas-Novellana de la carretera N-632 de Ribadesella a Luarca. En este tramo se incluían dos viaductos similares, el de La Concha de Artedo y el de San Pedro de la Ribera.

Entre los años 1992 y 1994 se lleva a cabo la construcción de la obra definida en el proyecto referido y, en concreto, se ejecuta el Viaducto de San Pedro de la Ribera.

Durante los años 2003 y 2004 se redacta el Proyecto de Construcción de la Autovía A-8, tramo Las Dueñas-Novellana, en el que se contempla una vía de doble calzada en el tramo en cuestión. En la zona en que se ubica el Viaducto de San Pedro de la Ribera se estudiaron dos soluciones: una, ensanchar el puente existente y otra, emplearlo como soporte de una de las calzadas y construir otro paralelo, similar al existente, para la otra calzada. Se decide en ese momento proyectar un nuevo puente paralelo al ya existente para soportar la nueva calzada.

Posteriormente, se licita la obra y se vuelve a plantear la posibilidad de ampliar el tablero existente hasta una anchura próxima al doble de su anchura inicial, en lugar de construir un nuevo puente que albergara una de las dos calzadas de la Autovía.

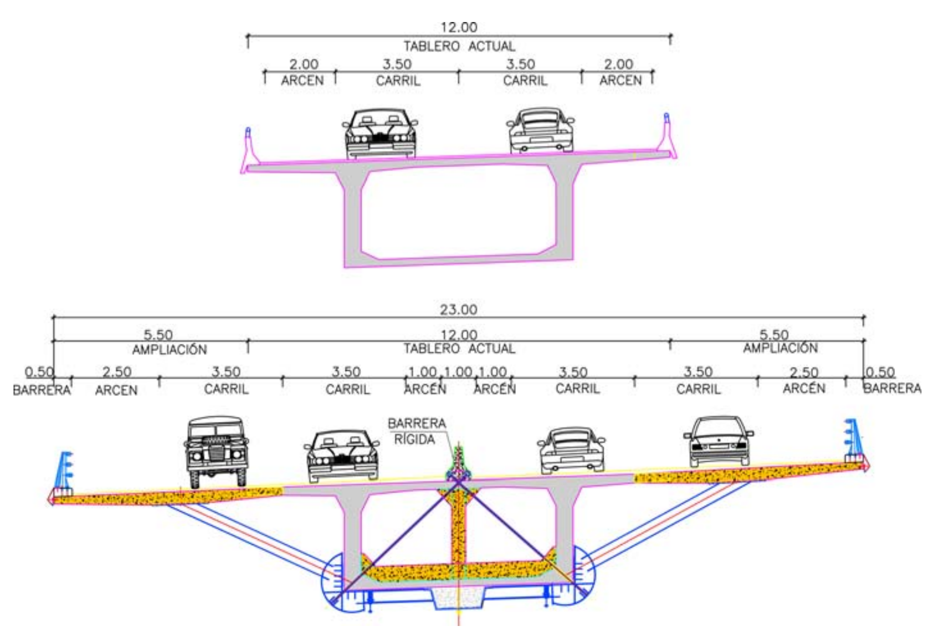


Figura 1. Secciones transversales. Viaducto original y ampliado

La viabilidad de la citada ampliación pasaba por proceder al estudio de detalle del puente existente para conocer si, tanto el tablero, como las pilas y los estribos y sus cimentaciones, eran capaces de soportar con suficiente seguridad el incremento de carga que suponía la duplicación del número de carriles de la plataforma, pasando de 12 m y un carril por sentido, a albergar las dos calzadas de la Autovía A-8, lo que representaba, para este puente, aumentar su anchura hasta 23,00 m. (Fig 1).

En Octubre de 2005, el estudio concluyó que la citada ampliación del viaducto de San Pedro de la Ribera era técnicamente viable, proponiendo una posible solución de ampliación, que contemplaba también el refuerzo del tablero existente. Este estudio se completó finalmente con la redacción del correspondiente Proyecto de Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

El Viaducto de San Pedro de la Ribera sobre el río Esqueiro es un puente continuo de 750 m de longitud y 12 m de anchura de tablero. Consta de 6 vanos de 75+4x150+75 m de luz que se apoyan en los estribos y se empotran en las pilas (Fig. 2).



Figura 2. Viaducto original.

El trazado en planta es una alineación circular de 700 m de radio. El alzado sigue una pendiente constante del 3,712% y el peralte es también constante del 3,5%. La plataforma existente tiene una anchura de 12 m, capaz de albergar dos carriles, sendos arcenes y pretiles de contención en los extremos.

La sección transversal del tablero es un cajón monocelular, de canto variable entre 7,5 m sobre pilas y 3,0 m en centros de vano. El núcleo del cajón tiene una anchura de 6,5 m y almas verticales de 0,48 m de espesor. El forjado superior tiene un espesor variable entre 0,25 y 0,35 m entre almas del cajón, y se reduce hasta 0,18 m en los extremos de los voladizos exteriores.

Las pilas están resueltas mediante fustes de doble pantalla equidistantes 8,0 m. Cada pantalla tiene sección hueca rectangular, rematada transversalmente mediante triángulos de 0,4 m de altura. Las paredes de la sección, en sentido transversal, tienen un espesor constante de 0,35 m. La sección varía en anchura y espesor en función de la altura, siguiendo una ley no lineal. La altura máxima de pilas es de 81 m. Estas pilas fueron construidas con encofrados trepantes en trepas de 5 m de altura.

La cimentación de las pilas 1, 2 y 5 se realizó mediante zapatas de 3,0-4,0 m de canto y 20 x 22 m de dimensiones en planta. Las pilas 3 y 4 requirieron cimentación profunda mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro y longitudes en torno a los 20 m. Los encepados de estas pilas son de 23 x 23 m y 3,0 m de canto.

Los estribos son del tipo cerrado, con cimentación directa.

El proceso constructivo del tablero se llevó a cabo por voladizos sucesivos (Fig. 3) mediante carros de avance, con dovelas de longitud variable entre 3,75 y 5,00 m, cerrándose las claves una vez concluidos los brazos de las 5 pilas.

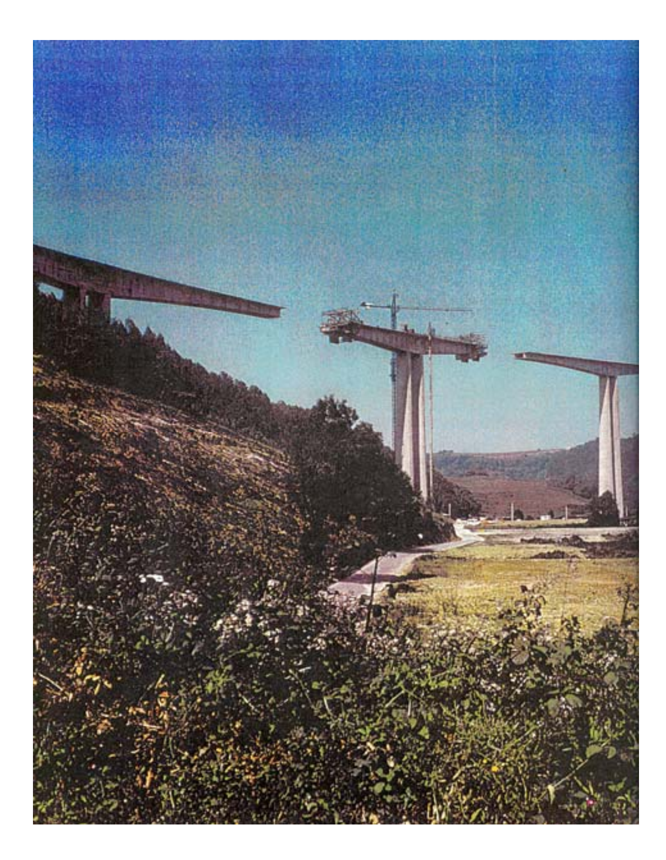


Figura 3. Construcción viaducto original

3 CRITERIOS DE PROYECTO PARA LA AMPLIACIÓN

Para la realización de la ampliación del viaducto de San Pedro se partía de unos fuertes condicionantes técnicos y de viabilidad, que restringían las posibles soluciones de ampliación. Como condicionantes generales de viabilidad, se imponía que la solución seleccionada para la ampliación debería permitir el tráfico sobre el puente existente durante la ejecución de dicha ampliación (Fig. 4). También era condición necesaria que los incrementos de carga sobre las cimentaciones para el puente ampliado fueran asumibles por las existentes, o requirieran pequeñas obras de refuerzo locales.

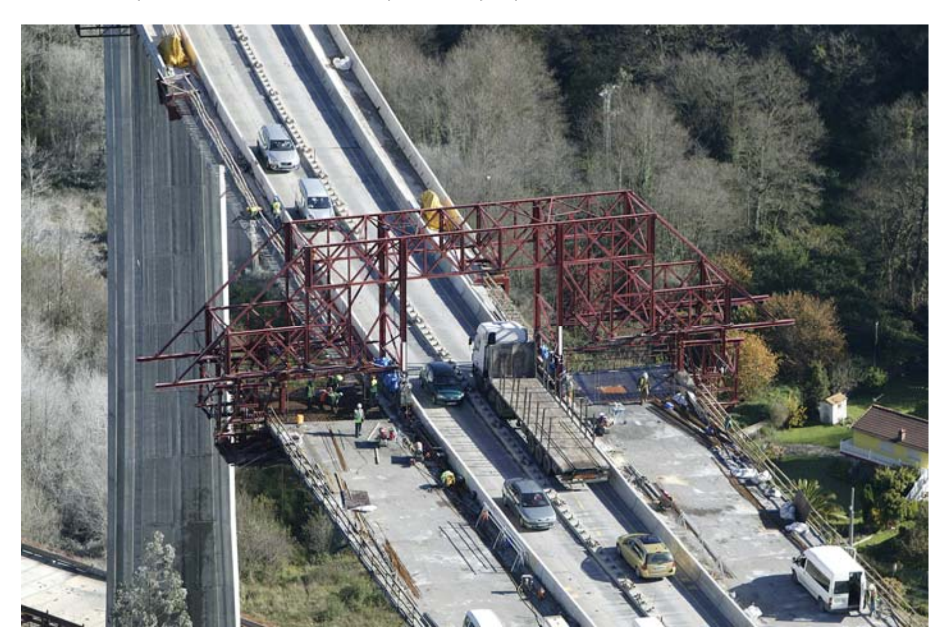


Figura 4. Tráfico por el puente existente durante el proceso de ampliación

Otros criterios adicionales de diseño eran los siguientes:

- Una vez ampliado el puente, éste debería soportar la totalidad de las cargas muertas y cargas de uso, manteniéndose el cajón pretensado del tablero y las pilas actuales, dentro de los límites de seguridad prescritos en las vigentes IAP y EHE [1],[2]. Es decir, se deberían mantener los criterios de seguridad aplicables a puentes de nueva construcción. Podría tenerse en cuenta el posible incremento de la resistencia del hormigón al haber transcurrido más de 12 años desde su construcción (una vez corroborado esa sobrerresistencia extrayendo probetas en obra del viaducto existente).
- Para las pilas, se descartaba cualquier solución que requiriera recrecidos laterales de los fustes de pilas, o el adosado de cargaderos superiores para apoyo de elementos estructurales de la ampliación.
- Por razones estéticas, cualquier elemento estructural adosado al tablero debería seguir la forma del cajón existente.
- Se debía procurar incrementar el peralte del tablero actual del viaducto (3,5%), hasta un mínimo del 4.5%.

4 ESTUDIO DE SOLUCIONES

Teniendo en cuenta los condicionantes anteriormente descritos se realizó un estudio de soluciones, planteando y valorando distintas tipologías para la ampliación. Finalmente se consideraron dos alternativas [3], conceptualmente muy diferentes: en la primera se recurre a sendas estructuras metálicas exteriores al cajón de hormigón existente, para absorber las nuevas cargas permanentes y sobrecargas originadas por la ampliación; en la segunda, se plantea, por el contrario, actuar sobre el propio cajón actual, reforzándolo para proporcionarle la capacidad resistente necesaria a flexión, cortante y torsión.

4.1 Alternativa I: Refuerzo mediante celosías metálicas exteriores al tablero existente

Se disponían unas celosías triangulares metálicas en un plano inclinado respecto a la vertical, cuyas cabezas superiores corrían paralelas al eje del puente, a 7,90 m, y cuyas cabezas inferiores se establecían con un canto vertical que sigue la misma ley de variación que la del cajón de hormigón pretensado del puente actual (Fig. 5).



Figura 5. Solución de ampliación mediante celosías metálicas

En primer lugar, hay que tener en cuenta que tanto el peso propio de la celosía como el resto de cargas verticales aplicadas a las mismas, producían unas flechas horizontales y verticales muy importantes. Las horizontales, debidas a la inclinación del plano de las celosías en relación con la vertical, se producían tanto en la cabeza superior como en la inferior, y, para evitarlas, se debían establecer unos enlaces horizontales al tablero existente, que impidieran estos movimientos horizontales sin transmitir cargas verticales al cajón de hormigón. Las flechas verticales no podrían impedirse, so pena de transferir también cargas verticales al tablero actual.

En consecuencia, era necesario construir las celosías con una contraflecha vertical importante, de tal forma que al hormigonar los forjados laterales de ampliación, las celosías tomasen unas flechas verticales

que dejaran estos forjados de ampliación enrasados con el forjado actual. Al añadir el resto de carga permanente y las sobrecargas sobre la zona ampliada, las celosías tomarían nuevas flechas para absorber estas cargas, transmitiendo una parte de estas cargas al tablero original. Las flechas diferenciales que se producirían entre las celosías y las almas del cajón, podrían producir unas rótulas plásticas en estas zonas del forjado, según charnelas longitudinales. Esta plastificación, repetitiva para los efectos de las sobrecargas, iría acompañada de una importante fisuración del hormigón y podría presentar problemas de corrosión de las armaduras a largo plazo, agravados por el ambiente marino. Hay que tener en cuenta que, así como en las nuevas zonas de ampliación del forjado se pueden disponer las armaduras suficientemente distribuidas y de reducido diámetro para controlar eficazmente la fisuración, no ocurre lo mismo en la zona del forjado existente, en la que la disposición de armaduras está ya prefijada y es inamovible.

Al solidarizar las cabezas inferiores de las celosías con el cajón actual, mediante uniones establecidas en los nudos correspondientes de la triangulación, previamente al hormigonado de los forjados laterales de ampliación, se conseguía que el tablero y las celosías se deformasen conjuntamente, eliminándose las flechas diferenciales. El problema fundamental residía en que, excepto para el peso propio de las celosías, todo el resto de cargas permanentes y sobrecargas se aplicaban simultáneamente al conjunto tablero existente-celosías, incrementando las cargas sobre el tablero existente de forma significativa. Para resolver este problema se pensó en aplicar una cierta predeformación a las celosías, que al solidarizarse con el cajón, transmitirían a éste unas flechas ascendentes, que descargarían, de alguna manera, las almas del tablero existente.

Esta alternativa conllevaba unas dificultades de construcción importantes. Hay que tener en cuenta que las celosías hubieran sido curvas en planta, inclinadas y alabeadas, y que la celosía del lado exterior de la curva no era igual a la del interior, no sólo por tener longitudes diferentes sino también debido al peralte. Por otra parte, las operaciones de cierre de clave y de predeformación hubieran sido actuaciones complejas, y el apoyo de la celosía en pilas, sin poder recrecer la cabeza de éstas, hubiera tenido que realizarse en unos cabeceros en ménsula a ambos lados del cajón existente.

4.2 Alternativa II: Refuerzo del tablero existente

En esta Alternativa [4], al contrario de lo comentado para la anterior, se analizó la solución de reforzar el cajón del tablero existente para que admitiera la totalidad de las cargas debidas a la ampliación, sin recurrir a una estructura exterior. Los elementos básicos que constituían la ampliación y refuerzo del tablero, cuya función se explicará más adelante, eran los siguientes (Figs. 6 y 7):

- Sistemas de pretensado exterior longitudinal
- Núcleos metálicos inferiores y travesaños
- Alma central
- Jabalcones y forjados de ampliación
- Diagonales interiores en el cajón
- Pretensado transversal en forjado superior
- Vigas transversales en forjado inferior

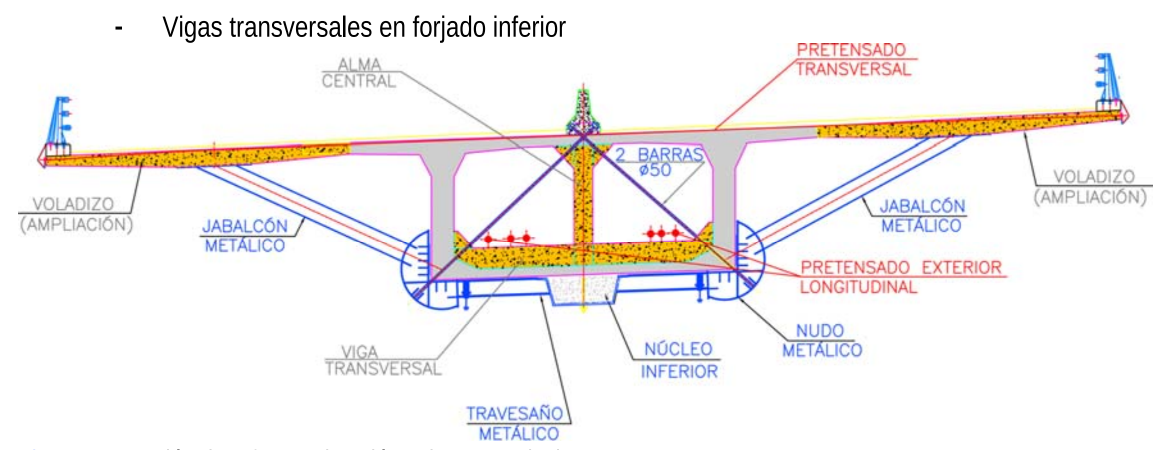


Figura 6. Solución de refuerzo de cajón existente. Principales elementos



Figura 7. Solución de refuerzo de cajón existente. Vista inferior del tablero ampliado

Por criterios económicos, estéticos, y de facilidad constructiva, se decidió que, finalmente, fuera la Alternativa II de refuerzo del cajón la adoptada para la ampliación del viaducto de San Pedro de la Ribera.

5 ANÁLISIS DE LA SUBESTRUCTURA

De acuerdo con los requisitos anteriores de no actuar (excepto refuerzos locales) en las cimentaciones de las pilas, así como de no recrecer los fustes de las mismas, se procedió al cálculo de la subestructura del viaducto, considerando las acciones de cálculo finales tras la ampliación y de acuerdo a las normativas de acciones vigentes.

5.1 Acciones consideradas

5.1.1 Cargas permanentes

- Peso propio: se utilizó un peso específico de $\gamma = 25kN/m^3$ para el hormigón ya ejecutado y de $\gamma = 22kN/m^3$ para los nuevos elementos de la ampliación ejecutados con hormigón ligero.
- Resto de carga permanente: se consideró un sobreespesor de pavimento para la adaptación del nuevo peralte del 4,5%, adoptando un valor medio de 0,10 m. Además se consideraron el peso de 2 barreras metálicas en los extremos del tablero, y una barrera rígida en la mediana.

5.1.2 Acciones reológicas

Se consideraron los efectos de la retracción y fluencia en el hormigón desde el cierre del viaducto existente hasta el momento de la ampliación, y desde ésta a tiempo infinito

5.1.3 Sobrecargas de uso

- 2 carros de 600 kN, conforme a la vigente IAP, debido a que la anchura de la plataforma ampliada es mayor de 12m.
- SCU de 4 kN/m^2 extendida en 22 m.
- Fuerza de frenado máxima de 720 kN.
- Fuerza centrífuga (R=700 m).

5.1.4 *Temperatura*

- Variación uniforme de temperatura de 23,7º.
- Gradiente térmico vertical positivo de 6,13º.

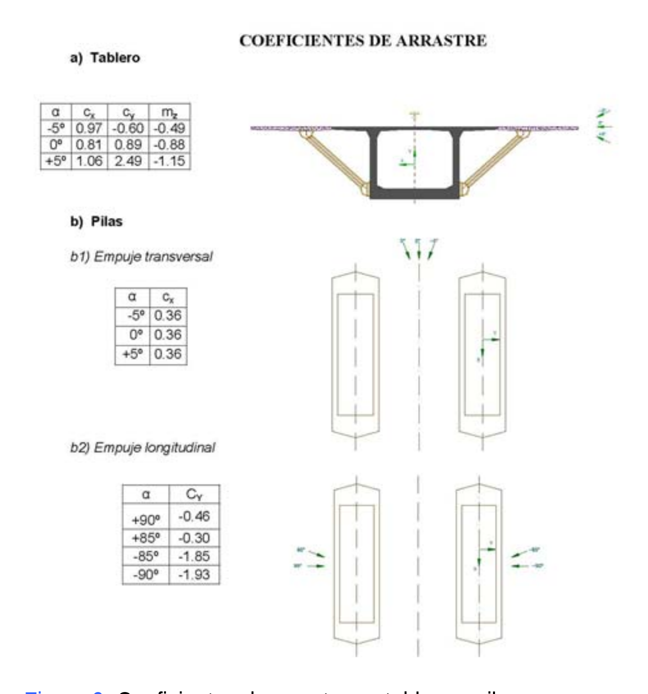
5.1.5 *Viento*

Debido a los condicionantes tan restrictivos respecto a la subestructura, y a las características ya de por sí complejas del viaducto, debido a su gran altura, longitud y localización en un valle abierto y próximo a la línea de costa, se consideró necesario la realización de ensayos en túnel de viento del tablero y las pilas. Se trataba de estimar con cierta precisión la acción del viento sobre el puente, y compararla con los resultados obtenidos a partir de la formulación propuesta por la IAP. Así, se realizó en el Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva", de la Universidad Politécnica de Madrid, la medida mediante ensayos en túnel aerodinámico de las cargas aerodinámicas sobre tablero y pilas del Viaducto de San Pedro (Fig. 8).



Figura 8. Modelos reducidos para ensayo en túnel de viento

De los estudios realizados, se dedujeron los coeficientes de arrastre en tablero y pilas, según varias direcciones del viento (Fig. 9). A continuación se muestran los resultados obtenidos, comparándolos con los que se obtenían de la aplicación directa de la IAP (Tabla 1).



α	c_x	c_y	m_z
-5º	0.97	-0.60	-0.49
0º	0.81	0.89	-0.88
+5º	1.06	2.49	-1.15

α	c_x
-5º	0.36
0º	0.36
+5º	0.36

α	C_Y
+90º	-0.46
+85º	-0.30
-85º	-1.85
-90º	-1.93

Figura 9. Coeficientes de arrastre en tablero y pilas

Tabla 1. Comparación resultados entre IAP y ensayo en túnel de viento

COEFICIENTES DE ARRASTRE							
TABLERO				PILAS			
VIENTO TRANSVERSAL		VIENTO VERTICAL		VIENTO TRANSVERSAL		VIENTO LONGITUDINAL	
IAP	ENSAYO	IAP	ENSAYO	IAP	ENSAYO	IAP	ENSAYO
1,30-1.64	1,06	SIMILAR		1,13-1,19	0,36	2,09	1,93

En la Tabla 1 puede observarse la reducción de los coeficientes de arrastre respecto a los obtenidos con la IAP, que da resultados similares a los propuestos en el Eurocódigo 1, parte 1.4 [5]. La máxima reducción se obtiene para el cálculo del viento transversal en pilas, debido a la forma “afilada” de la sección opuesta al viento, que no está considerada en detalle en la IAP.

5.2 Modelo de cálculo

Para el cálculo de los esfuerzos que se producían en las pilas existentes y en sus cimentaciones, se utilizó un modelo de cálculo espacial de elementos finitos tipo viga (Fig. 10), que representaba la estructura ya ampliada. Para considerar los efectos de la fisuración del hormigón, la modelización de las pilas incluía la definición de sus armaduras. Estas armaduras son las que se definían en los planos del Proyecto de Construcción del viaducto original.

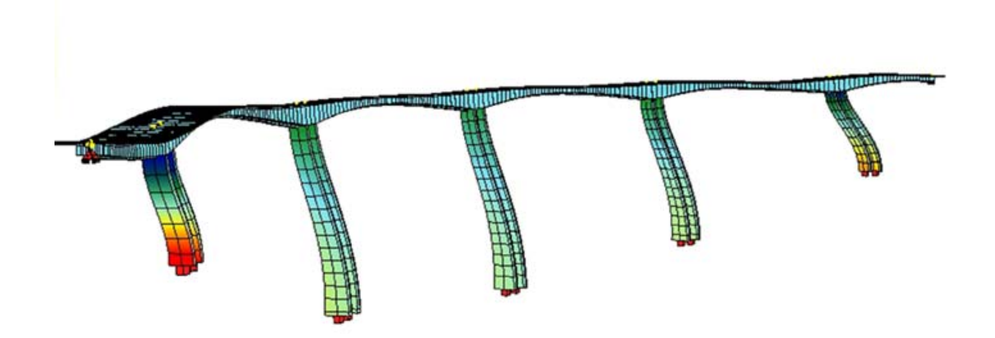


Figura 10. Modelo de cálculo de subestructura

En primer lugar, se realizó un cálculo elástico en primer orden en el que se obtuvieron los esfuerzos y movimientos de las secciones de cabeza de pila suponiendo la integridad de las secciones de tablero y de pilas, en la hipótesis de no fisuración del hormigón. Después se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, considerando el pandeo y la fisuración del hormigón de pilas. El tablero se supuso elástico y sin fisuración.

Se consideraron 3 posibilidades a la hora de coaccionar el tablero en los estribos.

- Considerar los apoyos libres en los estribos en dirección longitudinal

  Resultaban movimientos excesivos en las pilas, inadmisibles para su seguridad.

- Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen a tracción y compresión

  Provocaban que se produjese un efecto arco en el tablero, que condicionaba el cálculo del mismo.

- Considerar dispositivos de transmisión de carga entre estribos y tablero que trabajasen sólo a compresión

  Fue la solución adoptada, y con la que se realizaron todos los cálculos posteriores.

5.3 Dispositivos transmisores de carga

Como se ha indicado, resultó necesario disponer transmisores de carga en los estribos para limitar el movimiento longitudinal del puente producido por las cargas llamadas "rápidas", como el viento en dirección longitudinal y el frenado (Fig. 11). Del cálculo realizado, se concluyó disponer 4 conectadores de 2000 kN en cada estribo.



Figura 11. Vista general del estribo y dispositivos transmisores de carga

5.4 Comprobación de cimentaciones de pilas

5.4.1 Pilas P1, P2 y P5

Las cimentaciones de estas pilas son directas, por medio de zapatas de 20x22 m. Del cálculo realizado, se obtienen las tensiones máximas transmitidas al terreno (Tabla 2):

Tabla 2. Tensiones resultantes en terreno. Pilas P1, P2 y P5

PILA	P1	P2	P5
Tensión cobaricéntrica máxima (MPa)	0,59	0,50	0,47
Tensión de punta máxima (MPa)	0,63	0,60	0,54
Tensión de punta mínima (MPa)	0,04	0,17	0,04
Tensión admisible (MPa)	1,50	1,50	0,60

Según figura en el Informe Geotécnico sobre la Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera, las pilas P1 y P2 apoyan sobre un macizo cuarcítico sano en que se puede suponer una tensión admisible de 1,5 MPa. En la pila P5 la cimentación se ubica sobre una cuarcita con grado de alteración IV en que se puede considerar una tensión admisible de 0,6 MPa.

En el lado SO de la zapata de la pila P5 se reconoció la existencia de un relleno granular denso con un máximo de 2 m de altura. Resultaba recomendable consolidar el relleno granular existente, más por razones de futuras erosiones que por capacidad de carga. Para ello, se realizaron unas inyecciones del terreno, verticales e inclinadas, exteriores a la zapata.

Los cálculos realizados demostraron que la armadura de las zapatas existentes era suficiente para resistir las nuevas solicitaciones.

5.4.2 Pilas P3 y P4

Las cimentaciones de las pilas P3 y P4 se resuelven mediante 16 pilotes de 2,0 m de diámetro con una separación entre sus ejes de 6,0 m. Las cargas máximas en los pilotes más solicitados que resultaron del nuevo cálculo fueron (Tabla 3):

Tabla 3. Tensiones resultantes en terreno. Pilas P3 y P4

PILA	P3	P4
Carga máxima (kN)	15.397	14.690
Carga admisible (kN)	18.850	18.850
TENSIÓN MEDIA (MPa)	5,1	4,7

En el ya citado Informe Geotécnico, para los empotramientos de pilotes de 1 diámetro en la pila P3 y alrededor de 5 en la pila P4, la capacidad del terreno superaba los 6 MPa, de manera que estas cimentaciones podían asumir los incrementos de carga producidos por la ampliación sin ninguna medida especial. En cuanto al valor de la carga en el pilote más solicitado, ésta era admisible, puesto que resultaba menor que su tope estructural y además era inferior a la carga que el estrato rocoso que sustenta los pilotes era capaz de absorber.

Para la comprobación de la armadura del encepado, tomando como ancho de banda lo indicado por la EHE, la armadura existente (3 capas ϕ32 a 0,15 m) en un ancho de 2,4 m, resultaba insuficiente para resistir la carga. Para poder cuantificar qué ancho de encepado se podía considerar eficaz a la hora de disponer la armadura de flexión del encepado, se realizó un cálculo según un modelo de elementos finitos, tipo placa, modelizando cada pilote mediante un conjunto de muelles elásticos que representaban su rigidez (Fig. 12).

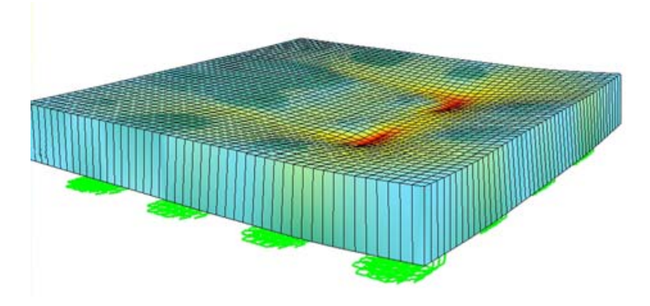


Figura 12. Modelo elementos finitos del encepado de P3 y P4

Suponiendo que la carga seguía una distribución elástica en el entronque del fuste con el encepado, se estudió la transmisión de estas cargas hasta los pilotes, pasando por el encepado. Los cálculos mostraron claramente que el ancho de encepado colaborante en los tirantes de tracción que se producían en la cara inferior del mismo era, como mínimo, de 3,0 m. En este supuesto, la armadura dispuesta sí resultaba admisible.

5.5 Comprobación de fustes de pilas

Con el modelo de cálculo anteriormente descrito, y considerando los transmisores de carga en estribos, se realizó un cálculo en 2º orden, geométrico y mecánico, de las pilas del viaducto, analizando su seguridad para las distintas combinaciones de cálculo una vez ampliado.

El cálculo consistió en obtener la rigidez fisurada que aparecía en cada sección de cada pila bajo la acción de las cargas actuantes. También se obtuvo el valor de la curvatura de cada sección en el instante de equilibrio, y un cierto "factor de seguridad", entendido como el factor por el que habría que aumentar todos los esfuerzos exteriores de forma proporcional para alcanzar el agotamiento de la sección. Por tanto, factores mayores que la unidad identificaban secciones seguras.

Las combinaciones de acciones pésimas siempre resultaron ser aquéllas en que el efecto de la flexión longitudinal era importante, siendo las secciones más solicitadas las cabezas de las pilas P1 y P5, en las combinaciones citadas. Los coeficientes de seguridad mínimos que resultaron en las secciones de cabeza y de base de pila de todas las pilas son los que se indican en la Tabla 4.

Tabla 4. Coeficientes de seguridad en fustes de pilas

PILA	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	
	CABEZA	BASE
P1 DORSAL	1,42	1,83
P1 FRONTAL	1,01	1,29
P2 DORSAL	1,15	1,37
P2 FRONTAL	1,30	1,38
P3 DORSAL	1,26	1,83
P3 FRONTAL	1,28	1,84
P4 DORSAL	1,29	1,84
P4 FRONTAL	1,22	1,68
P5 DORSAL	1,01	1,17
P5 FRONTAL	1,47	1,69

5.6 Comprobación de estribos

Los estribos originales eran muros de frente cerrados de 12 m de ancho, con aletas en vuelta, cimentados superficialmente. La ampliación del ancho del tablero requería, como ya se ha comentado, el ensanchamiento de los estribos hasta 23 m de ancho. Además, la ampliación de los estribos debía realizarse sin corte de tráfico sobre el puente.

La ampliación de los estribos se realizó mediante muros cerrados de 0,80 m de espesor con aletas solidarias en vuelta. Para recibir la reacción longitudinal que el tablero transmitiría a los estribos mediante los transmisores de carga, el estribo original tuvo que reforzarse construyendo un par de contrafuertes de 1,50 m de ancho, y que sobresalían 2,70 m del muro de frente. El mecanismo resistente de los contrafuertes exigía la existencia de dos importantes tirantes de tracción: uno vertical embebido en el intradós del contrafuerte, y otro horizontal, a la altura de la zapata. Ambos tirantes fueron resueltos con barras de acero de alta resistencia, para cuya disposición fue necesario perforar la cimentación existente hasta llegar al trasdós del estribo. A partir de dicha configuración, se procedió al cálculo de los estribos, utilizando un modelo de elementos finitos (Fig. 13).

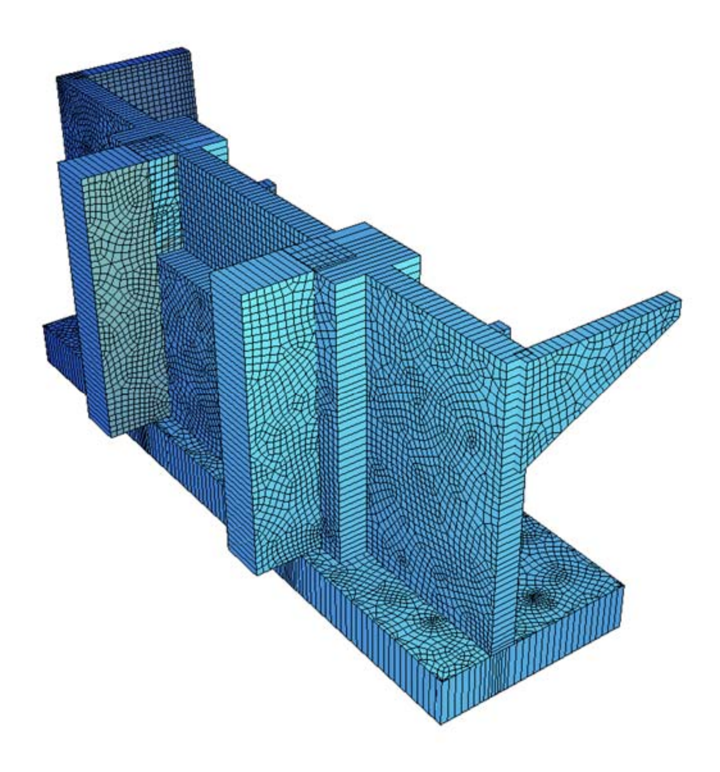


Figura 13. Modelo elementos finitos para el cálculo del estribo

De los cálculos realizados se deduce que las estructuras definidas, sometidas a las cargas de proyecto, tienen suficiente seguridad. Tanto la estructura original como la ampliación, consideradas como estructuras exentas pertenecientes al viaducto ya ampliado, fueron comprobadas a vuelco y deslizamiento. Los coeficientes de seguridad alcanzados resultaron, en todas las hipótesis consideradas superiores a 2,0 y 1,5, respectivamente.

La estructura ampliada completa transmitía una tensión media de 0,24 MPa y máxima de 0,63 MPa a la cimentación, lejos de los valores admisibles, que son de 0,6 MPa de media y 0,75 MPa de punta.

6 COMPROBACIÓN DEL TABLERO

El tablero actual fue proyectado en el año 1989, con una normativa, en cuanto a coeficientes de seguridad se refiere, seguramente más conservadora que las actuales EHE e IAP. Por otra parte, la construcción del viaducto se comenzó en el año 1992 y se terminó en el 1994, lo que permitía suponer que el hormigón de este tablero habría incrementado su resistencia aproximadamente en un 20%, hasta el momento de la ampliación. Por todo lo anterior, se desarrolló un precálculo del tablero existente en el supuesto de estar construido con hormigón HP-42 (en lugar del HP-35 original), con los coeficientes de seguridad de la EHE y de la IAP vigentes .

El modelo de cálculo utilizado era similar al empleado para el cálculo de pilas, con las acciones definidas anteriormente Se realizó un cálculo constructivo evolutivo fase a fase desde el inicio de la construcción del viaducto original, para tener en cuenta los fenómenos reológicos, de retracción y fluencia en el hormigón y de relajación en el acero del pretensado, y así analizar las distribuciones reales de esfuerzos y tensiones en el viaducto durante la construcción. Posteriormente se consideraron los incrementos de carga debidas a las cargas muertas y sobrecargas totales del viaducto ya ampliado (Fig. 14).

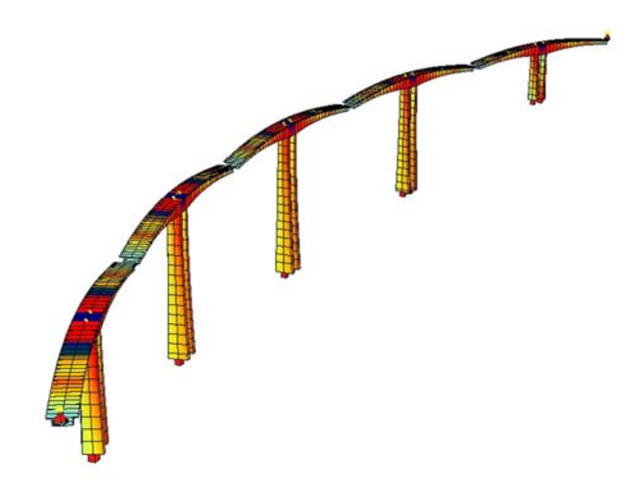


Figura 14. Modelo evolutivo para el cálculo general de viaducto

Los resultados más significativos que se obtuvieron de este cálculo fueron los siguientes:

- Para los Estados Límites de Servicio, el pretensado longitudinal existente resultaba, como era de prever, incapaz de limitar la fisuración del hormigón en flexión. Asimismo, la combinación pésima de cortante y torsión provocaba tensiones principales de tracción en las almas del cajón del orden de los 6,5 MPa, lo cual resulta inadmisible, particularmente en ambiente marino.
- En el Estado Límite Último de flexión, tanto las armaduras de tracción como las cabezas de compresión de hormigón quedaban agotadas. Asimismo, las armaduras de las almas no eran capaces de absorber los correspondientes esfuerzos de cortante y torsión.

De todo lo anterior se concluyó [6] que era necesario estudiar soluciones de refuerzo del tablero actual de tal forma que éste quedara, después de la ampliación, en las condiciones de seguridad prescritas por las nuevas normativas vigentes para puentes de nueva construcción, tanto para los ELU como para los ELS.

7 REFUERZOS DEL TABLERO EXISTENTE

7.1 Refuerzos para flexión longitudinal

Resultaba necesario el refuerzo del tablero existente, tanto a flexión positiva en centro de vanos, como negativa en pilas. Para ello, se dispuso un sistema de pretensado exterior, y se adosó bajo el cajón original un núcleo mixto.

El pretensado exterior de refuerzo de la cabeza de tracción se estableció por el interior del cajón, junto al forjado superior sobre pilas y junto a la losa inferior por la zona central de los vanos. La fuerza de pretensado necesaria era mayor en las zonas de apoyo de los tramos que en los centros de vanos. Por estas razones, el pretensado exterior se dividió en dos familias (Fig. 15):

- El pretensado tipo ①, a modo de “sombrero” sobre pilas, parte del centro de una pila y baja, a ambos lados, con una inclinación importante hasta anclarse en la cabeza inferior del desviador 1, situado a 23 m. del eje de pila. Por ello, el pretensado tipo ① permite absorber también unos cortantes significativos en las zonas próximas a los apoyos. El pretensado tipo ① está constituido por 6 tendones de 28Φ0,6” sobre cada pila.
- El pretensado tipo ② parte desde la cabeza superior de una pila, discurre por la zona superior del cajón hasta el desviador 1, donde se ancla el pretensado tipo ① y, a partir de aquí, baja con una determinada inclinación hasta el desviador 2, situado a 49 m. del eje de pila, y continúa horizontal hasta el desviador 3, situado en el centro del vano correspondiente, siguiendo con un trazado simétrico hasta la siguiente pila. El pretensado tipo ② está constituido por 6 tendones de 31Φ0,6” .

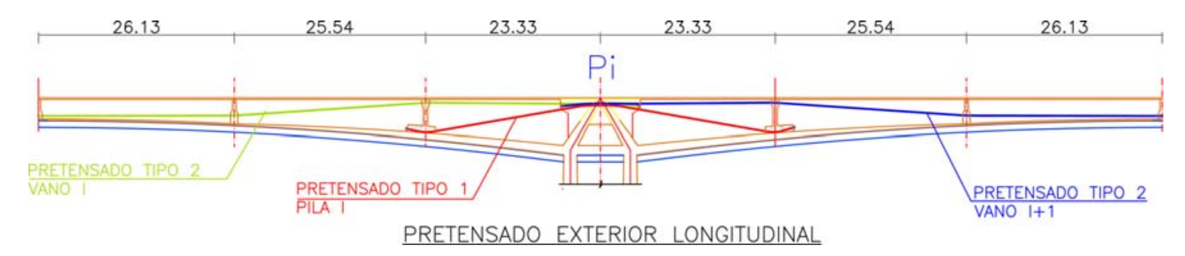


Figura 15. Pretensado exterior longitudinal. Alzado, familias tipo 1 y 2

Por otra parte, para incrementar la resistencia a flexión se decidió adosar un núcleo mixto bajo el cajón de hormigón, cosido a su losa inferior, y que corre por su eje bajo la nueva alma central (Figs. 6 y 16). Este núcleo mixto cumple, en realidad, dos funciones: por una parte, refuerza la cabeza inferior de compresión en las zonas de momentos negativos (por esa razón es un núcleo mixto); y, por otra, refuerza también la cabeza inferior de tracción en las de momentos positivos en centros de vano, en las que el pretensado exterior no resulta suficiente. Estos núcleos metálicos se anclan, a efectos de los rasantes correspondientes, a un alma central de nueva construcción, que se describe en el apartado siguiente.



Figura 16. Refuerzo de tablero: núcleo mixto, travesaños, nudos, diagonales, jabalcones y nuevo forjado de ampliación

7.2 Refuerzos para cortante longitudinal

El refuerzo del cajón existente frente a esfuerzos cortantes se conforma con tres elementos diferentes: por una parte se reducen los cortantes sobre el cajón mediante el pretensado exterior tipo ①, como ya se ha comentado; por otra, se añade un alma central, cosida, mediante barras verticales pretensadas, al forjado superior y a la losa inferior del cajón a través del núcleo metálico inferior, y por último, se dispone un sistema de diagonales, formado por series de 4 barras pretensadas de acero de alta resistencia, que se anclan inferiormente en sendos nudos metálicos situados fuera del cajón (adonde llegan los jabalcones metálicos), y superiormente en un tacón dispuesto al efecto en la losa superior del tablero (Fig. 17), que posteriormente quedará embebido en la barrera central de hormigón.



Figura 17. Tacón de anclaje de barras verticales y diagonales

El alma central se construye antes de añadir nuevas cargas a la estructura existente y, por tanto, solamente el peso propio del cajón mixto y del alma central se aplica directamente a las almas laterales. El resto de cargas quedarán aplicadas al conjunto de las tres almas, con un determinado reparto, que se estudió con un modelo de elementos finitos. El objetivo final era el de transferir a este alma central una parte significativa del esfuerzo cortante total, quedando así aliviadas las almas laterales y permitiendo que éstas trabajasen, tanto para ELS como para ELU, en condiciones no peores que las actuales.

Además, el establecimiento del alma central colabora en otros aspectos estructurales: por una parte, alberga las barras pretensadas verticales que anclan el núcleo metálico inferior a la cabeza del cajón a efectos del rasante entre estos dos elementos; por otra parte, el alma central se utiliza para transferir a la parte superior del cajón las cargas transmitidas a su parte inferior por los jabalcones y travesaños que soportan los forjados de ampliación. Para ello se utilizan cuatro barras pretensadas verticales por travesaño, independientes de las barras de cortante antes comentadas, que actúan como barras de cuelgue de las cargas concentradas transmitidas por aquellos travesaños.

Las barras diagonales cumplen la misión de, por una parte, al ser tesadas, distorsionar la sección, consiguiendo transferir parte de la carga de las almas laterales, descargándolas, al alma central de nueva ejecución, que está comprimida por las barras verticales tesadas, y, por otro lado, recogen la fuerza vertical que producen los jabalcones en los nudos metálicos exteriores, al transmitir las cargas producidas por la nueva carga permanente y la sobrecarga de los nuevos voladizos transversales de ampliación.

7.3 Refuerzos para torsión y rasante

Se recurre de nuevo al pretensado exterior para reducir el valor de los momentos torsores, importantes en el caso presente debido a la anchura del tablero y a la curvatura en planta del viaducto. Para ello, el pretensado exterior se establece de forma asimétrica en planta, con un trazado que aplica al cajón unas fuerzas horizontales transversales de desvío, que generan unos torsores de signo contrario a los exteriores (Fig. 18).

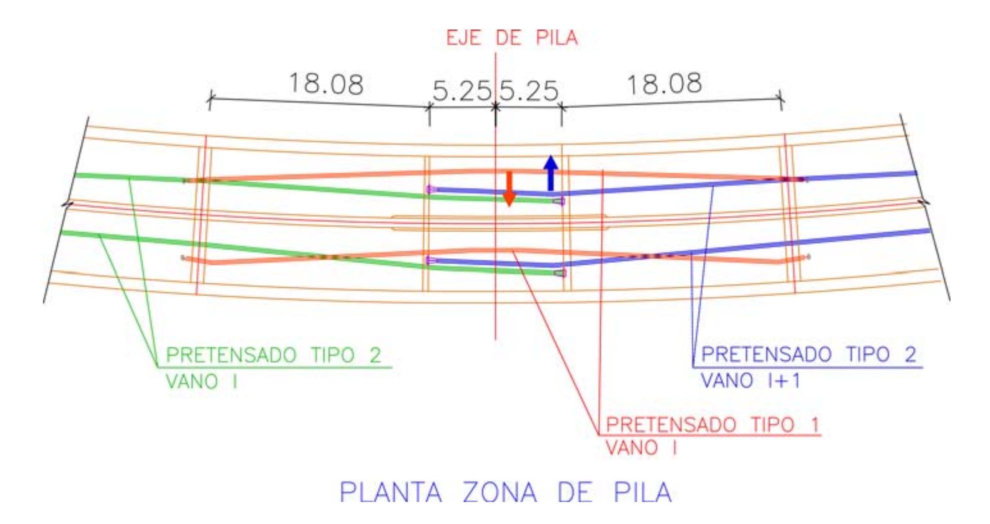


Figura 18. Planta asimétrica del pretensado exterior longitudinal

Los forjados superior e inferior del cajón se reforzaron mediante chapas pegadas con resina epoxi, que contribuyen a resistir las tensiones que producen los esfuerzos torsores y rasantes, principalmente. Además, se dispone un pretensado transversal del forjado superior, conforme se expone a continuación, y que también contribuye a resistir ambos esfuerzos.

7.4 Soporte de los forjados de ampliación

La ampliación de la plataforma actual de 12,00 a 23,00 m conlleva la adición de sendos forjados laterales de 5,50 m cada uno. Ello implica que los nuevos forjados vuelan 8,25 m por fuera de las almas del cajón actual. No resulta posible plantearse la ampliación con estos forjados trabajando como voladizos, en particular porque su arranque desde las almas está predeterminado por el tablero existente. Por ello se recurre a establecer unos apoyos puntuales, situados a 7,90 m del eje del tablero. Estos apoyos se materializan a través de unos jabalcones exteriores inclinados, situados cada 4-5 m, que transmiten su carga a los nudos y travesaños situados bajo el cajón (Fig. 19). Del nudo parten también las diagonales pretensadas que recogen la carga generada por los nuevos voladizos y la llevan al alma central aliviando las almas laterales como se comenta con más detalle seguidamente.



Figura 19. Jabalcones, nudos metálicos y forjados de ampliación

7.5 Mecanismo de flexión transversal

Mediante los refuerzos anteriormente descritos, se materializa el nuevo sistema resistente de flexión transversal del viaducto, cambiando la flexión transversal de la sección original por un esquema de biela-

tirante, en el que el forjado superior es el tirante de tracción, los nuevos jabalcones trabajan a compresión, las diagonales interiores recogen en tracción la carga vertical, y el forjado inferior trabaja a compresión (Fig. 20).

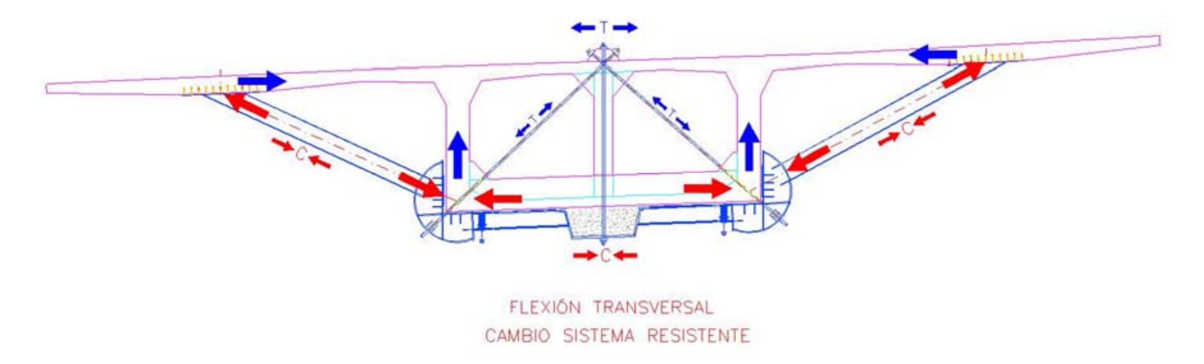


Figura 20. Mecanismo resistente de la flexión transversal

Adicionalmente, al pretensar las diagonales se consigue compensar totalmente los movimientos verticales de los jabalcones cuando sobre ellos actúa la sobrecarga máxima, transferir al alma central la componente vertical transmitida por los jabalcones, sin afectar prácticamente a las almas laterales que ya se encuentran muy solicitadas, reducir enormemente las flexiones de los travesaños metálicos que unen los nudos con el núcleo metálico, así como rebajar el rasante transversal que se produce en la unión del núcleo con el alma central cuando actúan cargas excéntricas en el tablero. A cambio, se producen compresiones importantes en el forjado inferior, que obligan a disponer unas vigas transversales (Fig. 20), recreciendo el forjado en las zonas de jabalcones, cuando el canto del forjado inferior es de 0,20 m.

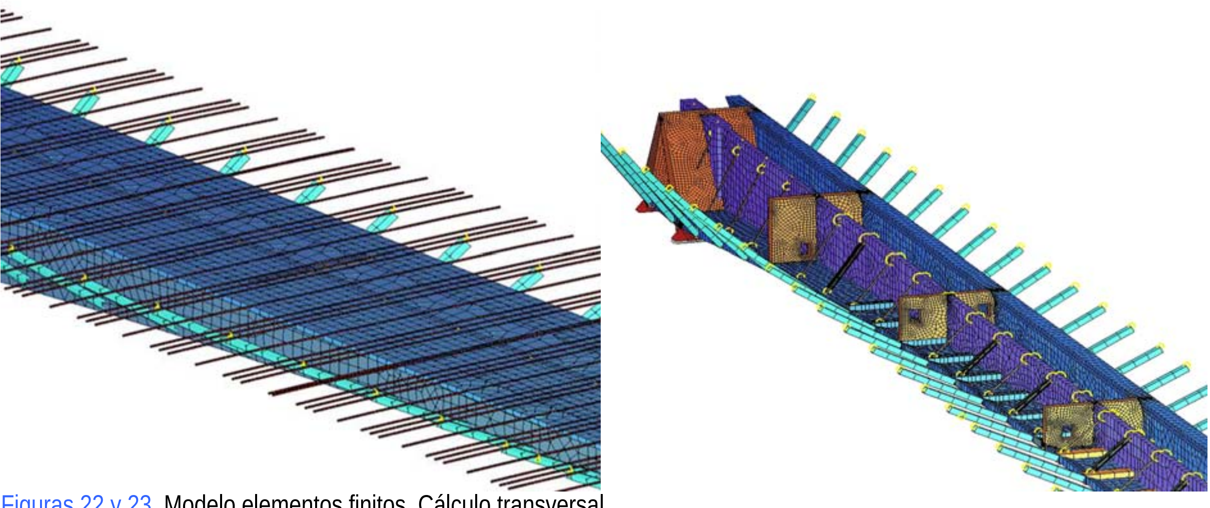
Por otra parte, también debe controlarse la distorsión que se produce en el cajón al tesar las diagonales. Para ello, se disponen puntales inclinados en el interior del cajón en ciertas secciones (Fig. 21). Estos puntales restan eficacia a la transferencia de carga de las almas laterales a la central de nueva construcción, pero permiten limitar la excesiva distorsión que produciría el tesado de las diagonales en las secciones de menor canto.



Figura 21. Puntales, diagonales y desviador en centro de vano

Como ya se ha indicado, el forjado superior funciona como tirante del nuevo sistema resistente, y por ello se decide realizar un pretensado transversal formado por 10 cordones monotorón por jabalcón, anclados a cada lado del forjado ampliado, y que discurren por la zona superior de éste, y del forjado superior existente. (Para ello se realizaron unas rozas en el forjado original previamente al enfilado de los cordones). Este pretensado absorbe las tracciones que producen las cargas situadas en los voladizos y, además, mejora la resistencia a rasante en dicho forjado.

Para el cálculo de la flexión transversal, la distorsión en el cajón, desviadores, traviesas de pilas, esfuerzos en elementos transversales (diagonales, vigas transversales, puntales, jabalcones), así como para el estudio del reparto del cortante entre las 3 almas para distintas hipótesis de carga, se utilizó un modelo de elementos finitos, que representaba un vano completo de 150 m e incluía las condiciones de empotramiento en pilas y de continuidad en vanos adyacentes, desviadores, pretensado transversal, y demás elementos resistentes de la ampliación (Figs. 22 y 23).



Figuras 22 y 23. Modelo elementos finitos. Cálculo transversal

7.6 Traviesa de pila

Las traviesas de pila existentes en el viaducto original, estaban formadas por dos pantallas macizas de hormigón armado conformando, junto con el forjado inferior, una célula triangular. Sobre las mismas se ha realizado un macizado de hormigón, para acoger los anclajes de las familias de pretensado exterior tipo ②, y los quiebros en planta y en alzado de ambas familias, a su paso por las pilas (Fig. 24).

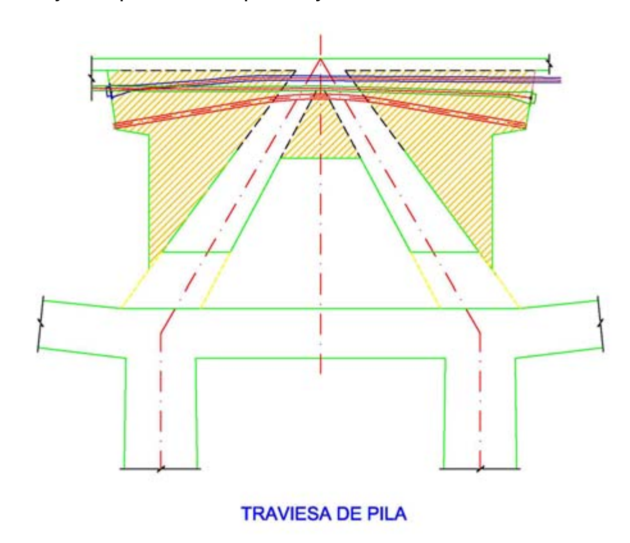


Figura 24. Macizado zona superior de la traviesa de pila

Adicionalmente, se ha reforzado la armadura de las pantallas originales por un doble motivo: por un lado, por el incremento de esfuerzos de desequilibrio en pila, al aumentar el ancho de la calzada y por tanto el peso propio y la sobrecarga (sobre todo en las pilas extremas 1 y 5, donde el desequilibrio es mayor), y por otro, para suplementar armadura cortada, al realizar los taladros necesarios para el paso de las familias de pretensado exterior.

Para el cálculo de la armadura a suplementar, se ha supuesto un doble mecanismo resistente en la traviesa (Fig. 25): por un lado, un sistema biela-tirante en la célula triangular que recoge el momento de desequilibrio, y por otro un mecanismo de torsión, que provoca la aparición de cortantes en las almas laterales y central. A partir del modelo de elementos finitos, por integración de tensiones resultantes para una carga uniforme, se dedujo que un 55%, aproximadamente, de la carga se resistía por el primer mecanismo, y un 45% por el segundo, que es un reparto usual para este tipo de elementos estructurales [7],[8].

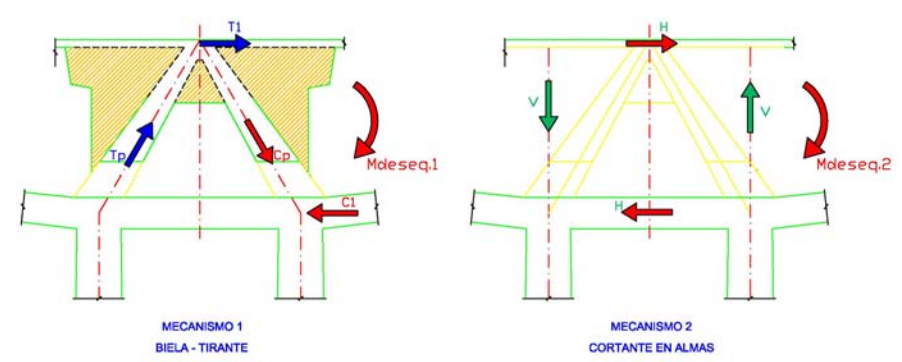


Figura 25. Doble mecanismo resistente de la traviesa de pila

7.7 Traviesa de estribo

La traviesa de estribo del puente existente era una viga transversal de hormigón armado que recogía las cargas de los apoyos. Esta traviesa se ha reforzado macizándola hasta alcanzar 7,85 m de ancho. El nuevo hormigón ha sido cosido a todas las paredes del hormigón existente mediante armaduras de pequeño diámetro recibidas en el hormigón existente con resina. Así se ha asegurado el correcto funcionamiento a cortante y a rasante, tanto vertical como horizontal que produce el anclaje extremo del nuevo pretensado exterior dispuesto. En esta traviesa se dejó un hueco para albergar los anclajes del pretensado exterior de la familia tipo ②. El macizado se ha cosido a las almas laterales mediante barras pretensadas transversales horizontales adicionales a la armadura pasiva de cosido ya referida. Estas barras pretensadas cumplen la doble misión de sujetar la placa de anclaje de los transmisores de carga y absorber la tracción que se transmitiría si éstos se pusieran en funcionamiento, y de recoger el tirante de tracción que se forma cuando la compresión del pretensado exterior se abre hacia las almas laterales y central.

8 PROCESO CONSTRUCTIVO

Se describen a continuación las actividades más significativas desarrolladas durante el proceso constructivo, su mutua interrelación y los medios auxiliares principales: tres carros de avance (algunos de ellos duplicados para mejorar el rendimiento) diseñados y fabricados de forma específica para acometer las obras de ampliación del Viaducto de San Pedro (Fig. 26).

Se decidió ejecutar las distintas actuaciones de refuerzo del tablero simultáneamente, comenzando por el vano 6. De esta forma, acabada una determinada actividad en un vano, se comenzaba en el vano siguiente, mientras que en el vano anterior se iban ejecutando las operaciones siguientes. Resultaba así un proceso constructivo complejo, estricto y evolutivo en el espacio y en el tiempo, ya que, durante la mayor parte de la obra, el viaducto albergaba simultáneamente muchas de las operaciones previstas, en distintos vanos, y en el interior y el exterior del mismo. Esta decisión fue determinante a la hora de reducir los plazos de ejecución de forma significativa. Se debe resaltar también como uno de los condicionantes principales (incluso como una fase más dentro del programa de trabajos) el mantenimiento del tráfico sobre la estructura, interrumpido sólo de forma temporal en maniobras especiales, tales como el montaje y desmontaje de los carros (Fig. 27)



Figura 26. Vista aérea con 5 carros en el puente: carro nº1 (más lejano), 2 carros nº2 (por debajo del tablero)y 2 carros nº3 (que realizan el nuevo forjado)

Las obras comenzaron en agosto de 2007, realizando una serie de operaciones previas, tales como la iluminación del interior del cajón existente, protección de la carretera que discurre bajo el vano 4 con una estructura porticada y colocación de pórticos pregálibo, para evitar el paso de vehículos que pusieran en peligro los carros que posteriormente se instalarían.

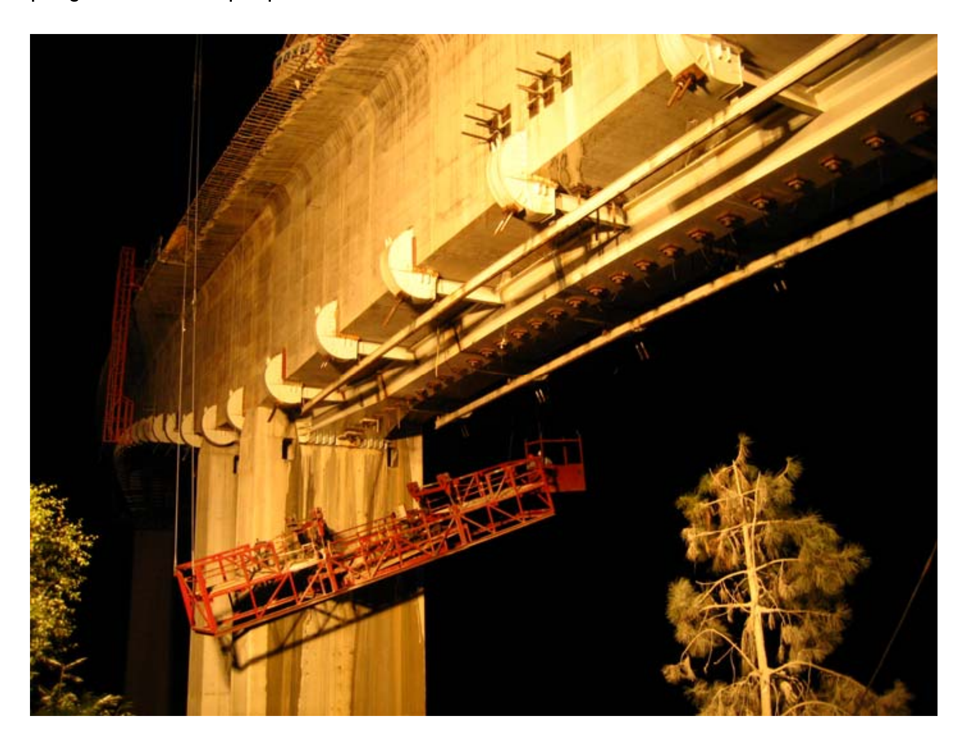


Figura 27. Montaje de carro nº2 durante

La primera actuación de refuerzo llevada a cabo fue el tratamiento del terreno en una esquina de la zapata de la pila P5, mediante inyecciones desde el exterior. En los estribos, se sustituyeron los apoyos “pot” originales por unos de mayor capacidad de carga, mediante la elevación del tablero con unos gatos planos. Para aumentar la armadura de refuerzo de apoyo bajo los mismos, se taladró el muro de frente de lado a lado del estribo, introduciendo 3 barras de acero de alta resistencia que posteriormente se tesaron. Se demolieron las orejetas existentes (mediante picado con robot de baja frecuencia), y se procedió a la ampliación del muro de frente del estribo, a la ejecución de los contrafuertes para sujeción de los transmisores de impacto y a su cosido con barras de pretensado, tanto verticales, por el interior del mismo, como horizontales, en su base, penetrando en la zapata existente (Fig. 28). Estas actuaciones

fueron independientes del resto de la ampliación del viaducto. El tiempo empleado para cada estribo fue de 2 meses aproximadamente.

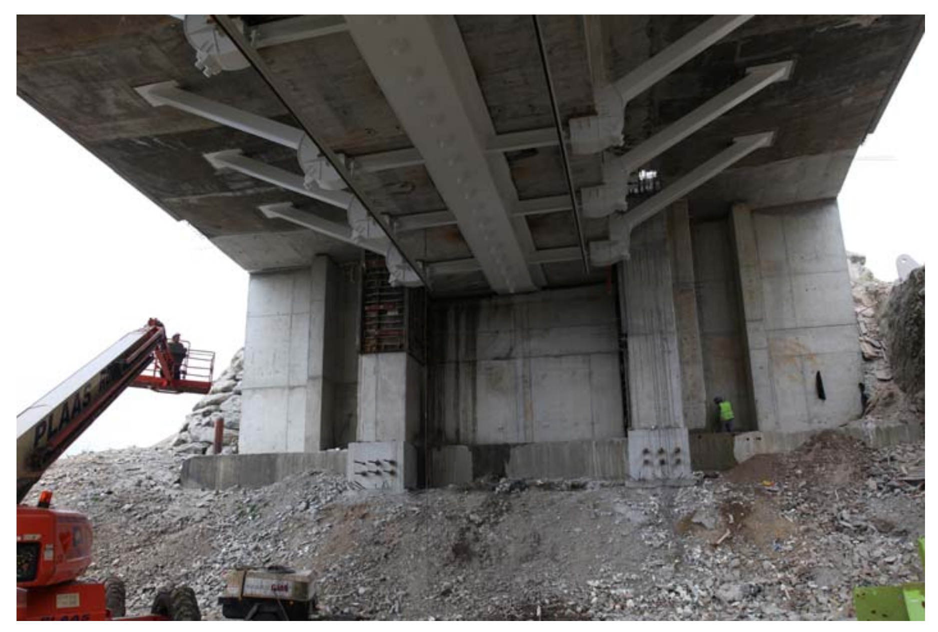


Figura 28. Vista general del estribo una vez reforzado

Las siguientes operaciones que se realizaron tuvieron lugar en la losa superior del cajón, ejecutadas en tramos debido a que se mantuvo el tráfico durante las obras. Se procedió a fresar el pavimento existente, a la retirada de los pretiles e impostas originales (sustituyéndolos de forma provisional por barreras New Jersey ancladas al tablero), y a la ejecución mediante hidrodemolición de rozas transversales (con una profundidad de unos 5 cm) para la colocación del pretensado transversal (Fig. 29). También se acometió en esta fase el refuerzo de la armadura de la losa superior, mediante barras de acero pasivo y pletinas de acero estructural adheridas con resina al hormigón. Finalmente se efectuó un recrecido de 3 cm de la losa superior con mortero de baja retracción y microhormigón reforzado con fibra (sirviendo como capa de rodadura durante el desarrollo de los trabajos de ampliación).



Figura 29. Disposición de monotorones en forjado superior

Simultáneamente a las operaciones en la losa, se comenzó la construcción del alma central en el interior del cajón. Esta actividad, junto con el tesado de los cables del pretensado exterior y de las barras diagonales, condicionó fuertemente el ritmo de los trabajos. Se comenzó con la perforación de taladros en el forjado superior e inferior del cajón existente, para el paso de las barras verticales pretensadas de Ø 50 mm (cada 0,80 m aproximadamente) y cercos de armadura pasiva Ø25 mm, que quedaban en espera del núcleo inferior. También se perforó el forjado inferior en zonas próximas a las almas laterales, para el paso de las 4 barras diagonales, dos por cada lado del cajón. Las perforaciones se realizaron con corte a rotación mediante corona de diamante, refrigerada con agua y se desarrollaron en paralelo con los trabajos de refuerzo de la losa superior. Una vez colocadas las vainas de las barras de pretensado verticales, se procedió al ferrallado y hormigonado con microhormigón autocompactante (Fig. 30). Fue necesario preparar la conexión de las juntas a rasante entre hormigones viejos y nuevos, mediante abujardado y cepillado de las superficies de contacto.



Figura 30. Ferrallado anterior al hormigonado del alma central

En el exterior de la losa superior se ejecutó el tacón de anclaje superior de las barras de pretensado, tanto verticales como diagonales (Fig. 19), y que quedaría embebido posteriormente en la sección de la barrera rígida final que se dispuso en la mediana del viaducto. Así, se procedió ya al enfilado de las barras pretensadas verticales y diagonales, protegidas por vainas, que posteriormente se inyectarían (Fig. 31). Los rendimientos alcanzados fueron de un mes para el alma central de cada vano de 150 m.

Para la ejecución de la estructura metálica (núcleo inferior, travesaños y nudos), se procedió al montaje del carro nº1 (Fig. 32), una vez ejecutada el alma central de un vano y parte del siguiente para permitir el desvío del tráfico por la zona central de la plataforma superior. El carro nº1 era una estructura metálica de 68 toneladas de peso, altura total de 23 m, y que avanzaba, mediante accionamientos hidráulicos, por una viga carrilera con la suficiente rigidez para el reparto de la carga. El carro disponía de una plataforma de trabajo de unos 12 x 12 m con movimiento vertical para adaptarse al canto variable del tablero y de un mecanismo de apertura para el paso de las pantallas de pilas. Fue necesario colocar una segunda plataforma para el montaje del núcleo inferior entre pantallas de pila, más ancho en esta zona.



Figura 31. Pretensado longitudinal, diagonales y puntales

Se colocaron y soldaron, mediante sucesivos avances del carro (Fig. 33), piezas de 5 m de longitud y unos 8.000 kg de peso, con la armadura pasiva ya dispuesta. La estructura del núcleo inferior se diseñó a medida del puente existente, de forma que cada pieza se ajustaba a la curvatura real de la losa inferior del viaducto.



Figura 32. Carro nº1

Además, debido al canto variable del tablero, cada barra diagonal acometía el nudo con diferente inclinación, siendo, por tanto, variables los taladros a realizar en el nudo, así como las cuñas de tesado de las barras, resultando por tanto cada pieza de distinta geometría a las demás.

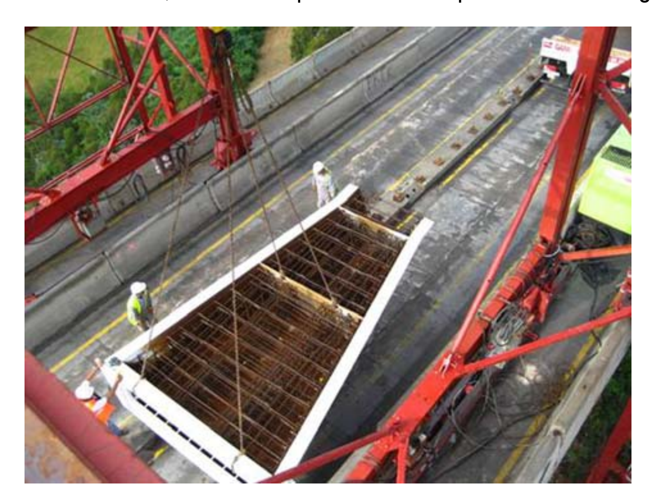


Figura 33. Colocación de un tramo de núcleo

Una vez colocado cierto tramo de núcleo, se procedía a su hormigonado con hormigón autocompactante, por medio de taladros realizados en la losa inferior, conduciendo el hormigón por tubo cerrado desde el exterior y a través de las perforaciones realizadas para las barras diagonales. Las piezas se sujetaban mediante un primer apriete de las barras verticales, a la espera del tesado definitivo de dichas barras y las diagonales, utilizando para ello el carro nº 2. El ritmo de montaje alcanzado fue de 10 piezas a la semana, equivalente a 1,25 vanos por mes (200 m/mes, aproximadamente).

Operaciones anejas al montaje de los tramos del núcleo inferior fueron la preparación de superficies de contacto de hormigones en la zona inferior del forjado inferior, y el refuerzo transversal del mismo, mediante pletinas de acero estructural adheridas con resina.

Simultáneamente, en el interior del cajón se procedía a la colocación de los puntales formados por perfiles HEB (Fig. 31), se ejecutaban las vigas transversales de rigidización de la tabla inferior y se procedía al armado de los desviadores para el pretensado exterior que discurre por el interior del cajón (Fig. 34).

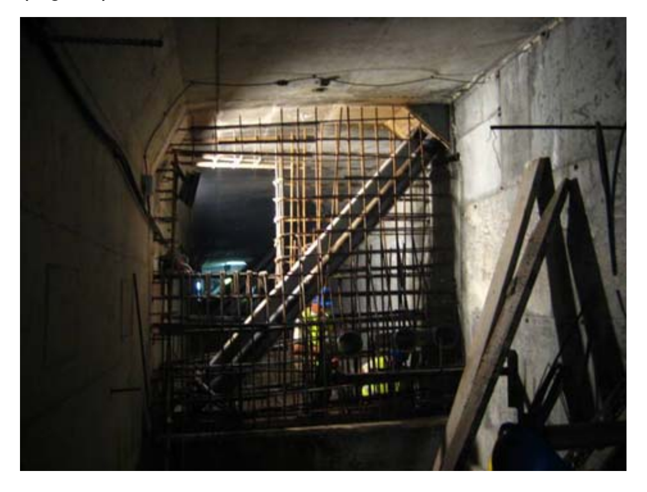


Figura 34. Ferrallado de desviadores

Por otro lado, se procedió a la realización de traviesas de pilas y estribos, hormigonando los macizados de las mismas con un hormigón cuyo cemento era de bajo calor de hidratación. Previamente, se habían ampliado los pasos de hombre situados en las células de las traviesas de pila, ya que al ejecutar el alma central, éstos quedaban demasiado pequeños para permitir el paso a través de ellos. También se realizaron en las mismas células los taladros para el paso del pretensado exterior, con un total de 9

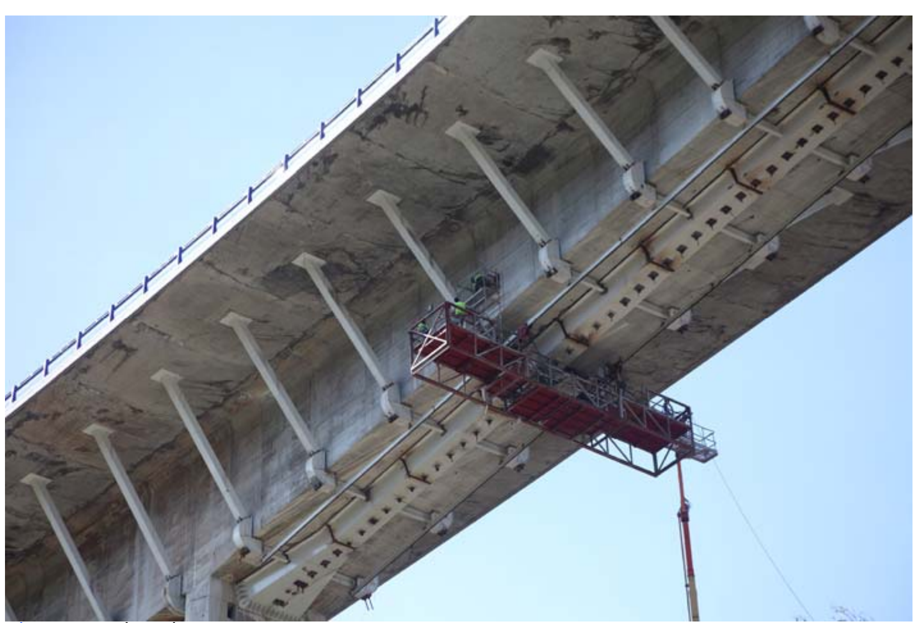
taladros a cada lado del cajón. Debido a ambas operaciones, y a la situación estructural estricta en que se encontraban las células inclinadas de la traviesa de pila (sobre todo de las pilas extremas P1 y P5) fue obligado ejecutar una serie de tirantes de refuerzo, constituidos por armadura de Ø32 mm en las dos direcciones de los planos de las pantallas inclinadas.

Antes del tesado de las barras diagonales y verticales, se procedió a la colocación de vainas del pretensado exterior longitudinal, sobre unas camillas ejecutadas en el alma central, en tramos de 12 m, que posteriormente se empalmaban por termosoldadura o manguitos autosoldables. Con las vainas dispuestas, se estudiaron las posibles interferencias entre las vainas longitudinales, y las barras diagonales y puntales HEB que, o bien ya se producían, o bien se producirían al tesar el pretensado longitudinal. Para evitar dichas interferencias, se varió ligeramente el trazado del pretensado en las zonas en que esto fuera posible. Para resolver el resto de las interferencias se diseñaron unos puentes metálicos, consistentes en unos cajones abiertos de acero, que permitían el cruce de los cables longitudinales con las barras diagonales en aquellas secciones en las que la complicada geometría de unos y otras hacía imposible evitar la interferencia. Para ello, se interrumpía la barra diagonal, y el puente daba la necesaria continuidad estructural al sistema de diagonales a través de las dos chapas de acero que formaban parte del mismo (Fig. 35).



Figura 35. Puente especial para interferencias entre diagonales y pretensado exterior

Cuando el carro nº1 ya había abandonado el vano correspondiente, se procedía al montaje de los carros nº2 (Fig. 36). Este carro avanzaba colgado de unas vigas carrileras embulonadas a la estructura metálica previamente colocada. El movimiento de este carro se realiza mediante cremallera, accionado por cuatro motores eléctricos. Por motivos de seguridad, se exigió la colocación de unos topes provisionales en los nudos, evitando así la flexión transversal de los travesaños y limitando el pandeo lateral de la viga carrilera. Se dispusieron dos unidades de carro nº 2, de unos 6.000 kg cada una, debiendo proceder al cambio de vano del carro mediante dos grúas situadas sobre el tablero, una vez rematados los trabajos. Desde este carro nº 2 se realizaban las operaciones de tesado de las barras verticales y diagonales, y también se acometieron labores de inspección de soldaduras y aplicación de la tercera capa de pintura de protección de la estructura metálica.


Figura 36. Vista de carro nº2

El hormigonado de los desviadores debía realizarse después del tesado de las barras diagonales, para no introducir rasantes innecesarios a los mismos y para que la distorsión del cajón fuese efectiva.

Antes de proceder a la ampliación del forjado superior, y una vez hormigonados los desviadores, se procedió al enfilado y tesado de la primera fase de los dos sistemas de pretensado exterior. Esta primera fase consiste en tesar los 6 tendones del pretensado exterior tipo ①, y 4 de los 6 tendones del pretensado exterior tipo ② (en la segunda fase, una vez terminada la ampliación del viaducto, se tesarían los otros 2 cables de pretensado tipo ② restantes, con el fin de que el nuevo forjado ampliado, recibiese compresiones longitudinales). El tesado de los cables se realizó con gato multifilar, con la complicación añadida de su desplazamiento e izado hasta 7 m de altura, en el interior del cajón, en la zona de anclaje de la traviesa de pila.

Finalizado el tesado de un vano y sus correspondientes pilas, se demolió un metro exterior de la losa superior existente para conectar con la nueva losa de la ampliación (Fig. 37). Esta actividad se realizó de forma independiente, aunque siempre por detrás del movimiento del carro nº 1, tras comprobar que la pérdida de sección en la cabeza de compresión y/o tracción no era significativa. Para ello se utilizó un robot picador de baja frecuencia, evitando dañar la armadura y recogiendo el escombro mediante dos pequeños contenedores de unos 1.500 kg, de capacidad anclados al borde del tablero. El avance de este sistema fue de unos 40 m. lineales de borde al día.



Figura 37. Demolición último metro de voladizo original

Seguidamente, se realizó el montaje del carro nº 3 (Fig. 38), que realizó la colocación de los jabalcones metálicos y el hormigonado con hormigón ligero de los voladizos de ampliación de la losa. Los vuelos que se hormigonaron tenían un longitud de 6,5 m (incluyendo el metro demolido previamente) y un ancho, en el sentido longitudinal del puente, de 5 m, siendo la sección variable en espesor.



Figura 38. Carro nº3 y colocación de un nuevo jabalcón

Para mejorar el rendimiento y plazo de ejecución final, se decidió utilizar dos unidades de carro nº 3, con un peso de 60 toneladas cada uno, trabajando de manera independiente uno de otro, siempre que no coincidieran en el mismo vano por el elevado peso de los mismos. Así, el segundo carro empezó directamente en el vano 3 próximo a P2, llegando hasta el estribo E1, y el primer carro, desde E2 hasta

empalmar con el comienzo del anterior (Fig. 39). El avance, en las puntas de rendimiento llegó a ser de 70 m de nuevo forjado a la semana.

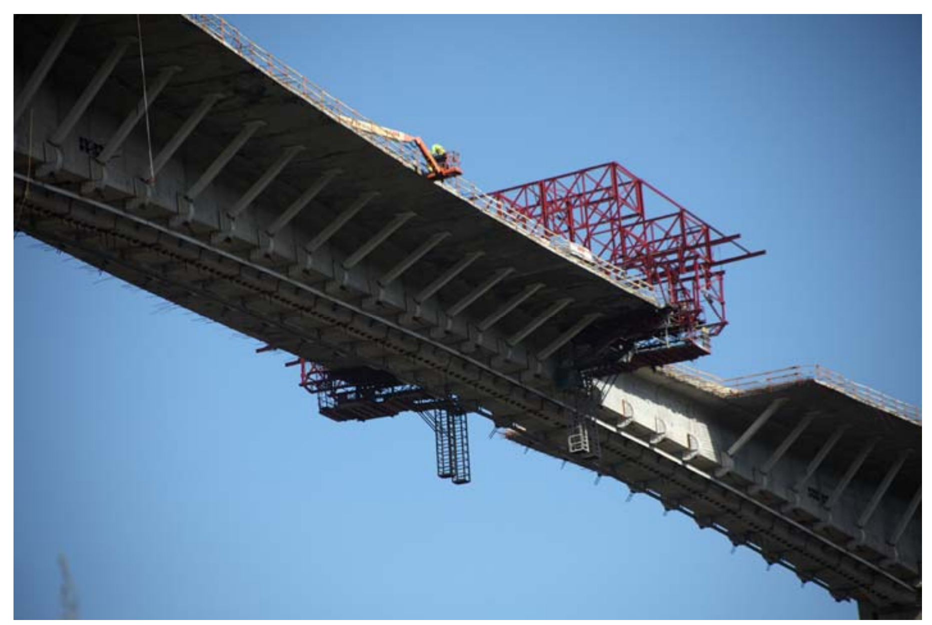


Figura 39. Ejecución del último tramo de ampliación

Previamente al hormigonado, se realizaba la soldadura de los jabalcones al nudo, desde unas plataformas colgantes de la bandeja del carro y que permitían adaptarse al canto variable del tablero. Una vez situado el encofrado y el nuevo jabalcón, y ferrallado el nuevo tramo de ampliación, se procedía a su hormigonado con hormigón ligero. El curado del hormigón se realizó por medio de toldos anclados en el propio carro y utilizando cañones de aire caliente, con el fin de obtener resistencias iniciales altas y poder desencofrar y avanzar el carro cada día. Posteriormente se procedía al tesado e inyección de los monotorones del pretensado transversal con la ayuda de carretillas elevadoras, situadas sobre el tablero.

Una vez concluidos vanos enteros de nuevo forjado de ampliación, se podía proceder al tesado definitivo de los 2 cables restantes del pretensado longitudinal tipo ②.

Finalmente se ejecutaron los acabados correspondientes de ejecución de imposta con carros de hormigonado específicos, colocación de pretiles, ejecución de la barrera central tipo New Jersey (en estas actividades se alcanzaron ritmos de 70 m lineales de barrera a la semana), instalación de las juntas de dilatación y extendido de capas del firme (Fig. 40).

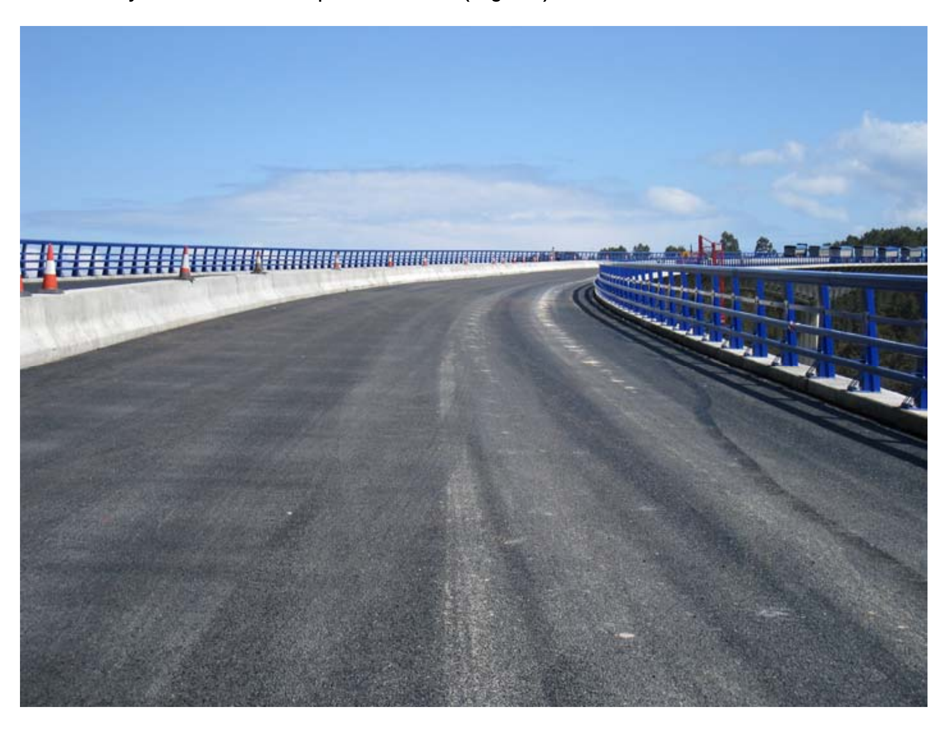


Figura 40. Realización de acabados: pretiles, barrera central y pavimentación

Los días 29 y 30 de Marzo de 2009 se desarrolló la prueba de carga del viaducto (Fig. 41) utilizando para la misma un total de 32 camiones de 42,5 toneladas cada uno.



Figura 41. Realización de la prueba de carga

Las flechas resultantes en los distintos escalones de carga fueron muy similares a las previstas en proyecto. Concretamente, las flechas máximas en los vanos más solicitados fueron ligeramente inferiores a las previstas, y en los casos en que las superaban, las diferencias fueron inferiores a 5 mm. Los giros en pila resultantes en la prueba de carga fueron casi idénticos a los esperados en proyecto. Asimismo, se comprobó el correcto funcionamiento en transversal del viaducto, midiendo las flechas producidas por la flexión transversal local de los voladizos de ampliación, y las tensiones resultantes en los jabalcones que soportan a los anteriores, obteniendo resultados también muy próximos a los esperados en proyecto.

Finalmente, el 3 de abril de 2009, se abrió a la circulación el viaducto. Se debe reseñar, también, que las circunstancias meteorológicas tuvieron incidencia en la ejecución. Así, se registraron vientos de velocidad superior a 100 km/h y se tuvieron, en el invierno de 2008-2009, más de 62 días seguidos de lluvia. Con todo, el plazo de ejecución de la ampliación del Viaducto de San Pedro fue de 20 meses.

9 INSTRUMENTACIÓN

La ampliación del tablero y de los estribos del Viaducto de San Pedro de la Ribera fue un trabajo complejo en el que se dispusieron nuevos elementos sobre otros ya existentes. El reparto de las nuevas cargas entre los diferentes elementos (nuevos-existentes) no fue, en algunos casos, fácilmente deducible de un modelo de cálculo convencional. Por ello, se operó con unos efectos de las acciones que eran avalados por el cálculo pero que, por lo antedicho, tenían un cierto grado de incertidumbre. Acorde con lo expuesto, se consideró muy conveniente disponer una instrumentación que permitiese conocer, con cierta precisión, durante la ejecución de los trabajos los siguientes aspectos:

- Reparto de cargas verticales entre las tres almas.
- Cargas absorbidas por el núcleo mixto y los forjados en sentido longitudinal.
- Cargas resultantes sobre los puntales interiores y reparto entre los diferentes elementos de la triangulación transversal (travesaños, jabalcones, forjado superior, forjado inferior).

Para ello, se dispusieron bandas extensométricas en los anteriores elementos, en unas determinadas secciones del vano 5, con el fin de obtener las tensiones resultantes en los mismos (Fig. 42):

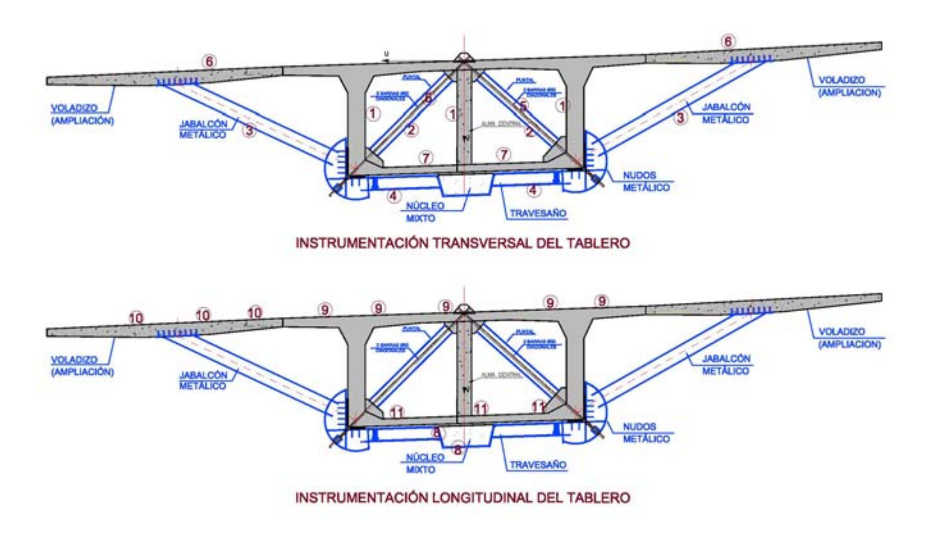


Figura 42. Instrumentación dispuesta en el tablero (los números indican la designación de cada banda extensométrica)

Por otra parte, se consideró conveniente conocer los efectos de las acciones sobre las pilas y su movimiento en cabeza, durante las fases del proceso constructivo, por lo que se dispusieron clinómetros en la coronación de todas las pilas. Debe decirse que los resultados obtenidos de los mismos sirvieron para corroborar el adecuado modelo de cálculo utilizado para el viaducto, como puede observarse en el siguiente gráfico, obtenido durante la prueba de carga (Fig. 43).

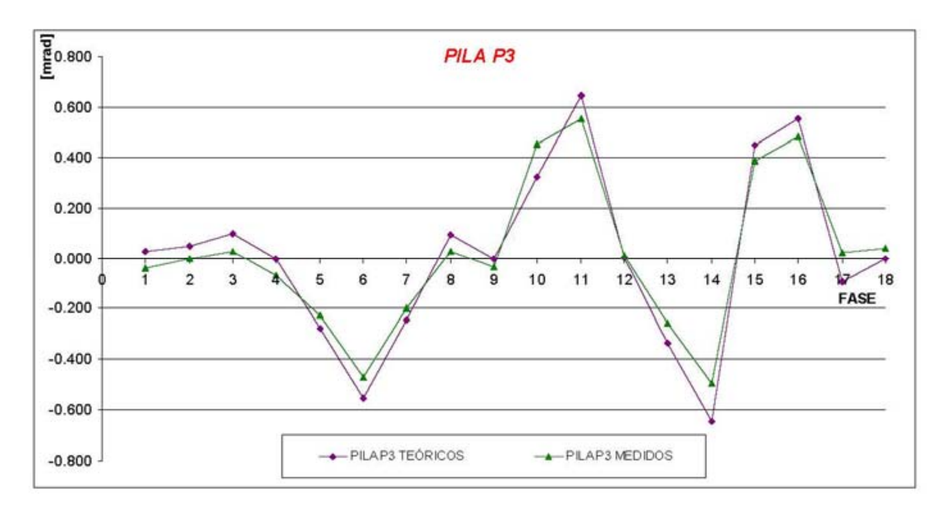


Figura 43. Giros medidos y calculados en la pila P3 durante la prueba de carga

Por último, se realizaron medidas de vientos (dirección y velocidad) y de temperaturas (ambiente y dentro del cajón) para poder correlacionar algún eventual episodio con las circunstancias climatológicas.

Así, en total se dispuso la siguiente instrumentación:

- Para el control del tablero: 89 bandas extensométricas
- Para el control de pilas: 6 clinómetros
- Para el control climatológico: 1 anemómetro, 1 veleta y 14 sondas de temperatura

Los distintos canales realizaron mediciones de forma continua durante todo el proceso constructivo, registrando los valores en bases de datos y gráficos evolutivos, que pudieron ser consultados en remoto y en tiempo real desde cualquier ordenador conectado al sistema de adquisición de datos.



Figura 44. Viaducto de San Pedro en servicio una vez ampliado

10 PRINCIPALES UNIDADES DE OBRA

- Hormigón HA-35 (microhormigón) en alma central	.503 m^3
- Hormigón HA-35 (autocompactable) en núcleo inferior	913 m^3
- Hormigón HA-30 en estribos	933 m^3
- Hormigón ligero HL-35 en ampliación de losa superior	3.026 m^3
- Microhormigón de recrecido de la losa superior	365 m^3
- Acero S-355 en perfiles y chapas	1.502.294 kg
- Acero B-500 S	937.092 kg
- Acero activo Y1860 para pretensado longitudinal	273.543 kg
- Acero activo Y1860 para pretensado transversal	49.659 kg
- Barras de pretensado de alta resistencia	190.461 kg
- Taladros en hormigón armado	4.968 ud
- Hidrodemolición de la losa superior	383 m^3
- Carro nº1	68.000 kg
- Carro nº2 (2 ud)	6.000 kg (cada una)
- Carro nº3 (2 ud)	60.000 kg (cada una)

11 FICHA TÉCNICA

- Propiedad y Dirección de Obra:

  Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.

  D. Jesús Villameriel Fernández. (Ingeniero de Caminos)

- Proyecto de Construcción del puente original.

  D. Manuel Juliá Vilardell (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Proyecto de Ampliación y Asistencia Técnica durante la ejecución de la ampliación:

  Torroja Ingeniería S.L

  D. José A. Torroja Cavanillas (Dr. Ingeniero de Caminos)

  D. José M. Simón-Talero Muñoz (Ingeniero de Caminos)

  D. Alejandro Hernández Gayo (Ingeniero de Caminos)

- Empresa Constructora:

  UTE Cudillero (Puentes y Calzadas, Infraestructuras, S.L.U.-Peninsular de Contratas, S.A.-Expromar, Obras y Proyectos, S.A.).

  D. Arturo Bahamonde Gutiérrez (Ingeniero de Caminos)

  D. Antonio Navarro Manso (Ingeniero de Caminos)

- Control y Vigilancia durante la construcción

  Aepo

12 BIBLIOGRAFÍA

[1] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA*). "IAP – Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera"*. Madrid 1998

[2] MINISTERIO DE FOMENTO (ESPAÑA). "EHE – Instrucción de hormigón estructural". Madrid 2000

[3] ACHE – ASOCIACIÓN CIENTÍFICO TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. "Ampliación del puente de San Pedro de la Ribera". *Resumen de comunicaciones del IV Congreso de ACHE.* Valencia Noviembre 2008.

[4] ATC – ASOCIACIÓN TÉCNICA DE LA CARRETERA. "Ampliación del puente de San Pedro de la Ribera". *Jornada Técnica sobre diseño y concepción de puentes de carretera. Estética, eficiencia e innovación"* Madrid, Mayo 2009

[5] CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *"EN1991 1-4: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions"*,. Brussels April 2005

[6] FIB – Federation International du béton. "Doubling the width of the platform of the San Pedro bridge Spain)". *Proceedings of the FIB 3rd International Congress.* Washington, May 2010.

[7] MATHIVAT J. *"Construction par encorbellement des ponts en beton precontraint"*. 2nd ed. Paris. Editions Eyrolles. 1979

[8] LEONHARDT F. *"Prestressed concrte. Design and construction"*. 2nd edition. Berlin – Munich. Wilhem Ernst &Sohn. 1961.